

Estructuras de acero

Bases de cálculo

	<i>Página</i>
1. Materiales	1
1.1. Aceros en chapas y perfiles	1
1.2. Tornillos, tuercas y arandelas.....	2
1.3. Materiales de aportación	2
2. Verificaciones	2
3. Modelado y análisis	3
4. Estados límite	3
5. Seguridad en las estructuras de acero	5
5.1. El acero.....	5
5.2. Acciones	6
6. Combinación de acciones	7
6.1. Combinación de acciones para E.L.U.	7
6.1.1. Situación persistente o transitoria	7
6.1.2. Situación extraordinaria	8
6.2. Combinación de acciones para E.L.S.	9
6.2.1. Acciones de corta duración irreversibles	9
6.2.2. Acciones de corta duración reversibles	9
6.2.3. Acciones de larga duración	10
7. Valores límites recomendados para flechas	10
8. Clases de secciones	11
8.1. Características de las secciones de Clase 4.....	16
8.1.1. Definición de «anchuras efectivas»	17
8.2. Clasificación de perfiles comerciales	24
9. Estabilidad lateral global	35
9.1. Translacionalidad	36
9.2. Imperfecciones iniciales	38
10. Bibliografía	39

Estructuras de acero Bases de cálculo

1. Materiales

1.1. Aceros en chapas y perfiles

Los aceros considerados son los establecidos en la norma UNE EN 10025 (Productos laminados en caliente de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general) en cada una de las partes que la componen, cuyas características se resumen en la Tabla 4.1 del DB SE-A.

También se contemplan igualmente los aceros establecidos por las normas UNE-EN 10210-1:1994 relativa a Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado de grado fino y en la UNE-EN 10219-1:1998, relativa a secciones huecas de acero estructural conformado en frío.

Tabla 4.1 Características mecánicas mínimas de los aceros UNE EN 10025

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)			Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	3 ≤ t ≤ 100	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	550	0

⁽¹⁾ Se le exige una energía mínima de 40J.

Las siguientes son características comunes a todos los aceros:

- módulo de Elasticidad	E	210.000 N/mm ²
- módulo de Rigidez	G	81.000 N/mm ²
- coeficiente de Poisson	ν	0,3
- coeficiente de dilatación térmica	α	$1,2 \cdot 10^{-5} (\text{°C})^{-1}$
- densidad	ρ	7.850 kg/m ³

1.2. Tornillos, tuercas y arandelas

En la tabla 4.3 del DB SE-A se resumen las características mecánicas mínimas de los aceros de los tornillos de calidades normalizadas en la normativa ISO.

Tabla 4.3 Características mecánicas de los aceros de los tornillos, tuercas y arandelas

Clase	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)	240	300	480	640	900
Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

En el contexto de este DB se entenderá por tornillo el conjunto tornillo, tuerca y arandela (simple o doble).

En los tornillos de alta resistencia utilizados como pretensados, se controlará el apriete.

1.3. Materiales de aportación

Las características mecánicas de los materiales de aportación serán en todos los casos superiores a las del material base.

Las calidades de los materiales de aportación ajustadas a la norma UNE-EN ISO 14555:1999 se consideran aceptables.

2. Verificaciones

Se requieren dos tipos de verificaciones, de acuerdo a DB SE, relativas a:

- Resistencia y estabilidad (E.L.U.)

La resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen *riesgos* indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las *acciones e influencias previsibles* durante las fases de *construcción* y *usos previstos* de los *edificios*, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el *mantenimiento previsto*.

- Aptitud al servicio (E.L.S.)

La aptitud al servicio será conforme con el *uso previsto* del *edificio*, de forma que no se produzcan *deformaciones inadmisibles*, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un *comportamiento dinámico inadmissible* y no se produzcan *degradaciones* o anomalías *inadmisibles*.

3. Modelado y análisis

El análisis estructural se basará en modelos adecuados del edificio.

Se deben considerar los incrementos producidos en los esfuerzos por causa de las deformaciones (efectos de 2º orden) allí donde no resulten despreciables.

No es necesario comprobar la seguridad frente a fatiga en estructuras normales de edificación que no estén sometidas a cargas variables repetidas de carácter dinámico.

Debe comprobarse la seguridad frente a fatiga de los elementos que soportan maquinarias de elevación o cargas móviles o que están sometidos a vibraciones producidas por sobrecargas de carácter dinámico (máquinas, viento, personas en movimiento).

En el análisis estructural se deben tener en cuenta las diferentes fases de la construcción, incluyendo el efecto del apeo provisional de los forjados si está previsto.

Deberán comprobarse las situaciones transitorias correspondientes al proceso constructivo si el modo de comportamiento de la estructura varía en dicho proceso, dando lugar a estados límite de tipos diferentes a los considerados en las situaciones persistentes (por ejemplo, por torsión en elementos concebidos para trabajar en flexión) o de magnitud claramente diferente a las consideradas, por cambios en las longitudes o secciones de las piezas.

No será necesaria dicha comprobación en estructuras porticadas con nudos rígidos o arriostramientos si el modo de comportamiento a que responden los modelos empleados se mantiene durante todo el proceso constructivo y las dimensiones a lo largo de dicha fase son las de la situación final de la estructura.

4. Estados límite

Una estructura debe ser proyectada, construida y mantenida para que sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y el periodo de vida útil previsto en el proyecto, sin requerir inversiones para su mantenimiento no previstas en la fase de proyecto.

A título orientativo se incluye la tabla 5.1 de la EHE-08, donde se recoge la vida útil nominal de distintos tipos de estructuras

El fallo de la estructura puede estar asociado a:

- Situaciones que afectan a la seguridad de las personas debidas al colapso de la estructura o de parte de ella.

- Situaciones que afectan al uso de la estructura o su durabilidad provocando la pérdida de las prestaciones esperadas.

 Tabla 5.1. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura ⁽¹⁾

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

- (1) Cuando una estructura está constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.
- (2) En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años.

Las primeras situaciones corresponden a los llamados Estados Límites Últimos (**E.L.U.**):

- Pérdida de equilibrio.
- Agotamiento resistente del material.
- Inestabilidad de la estructura o parte de ella (elementos comprimidos).
- Fallos debidos a rotura frágil o a fatiga del material.
- Fallos de las uniones.

Las segundas situaciones corresponden a los llamados Estados Límites de Servicio (**E.L.S.**):

- Deformaciones o flechas que afectan a la apariencia de la estructura o que dañan a otros elementos constructivos (tabiques, fachadas, etc).
- Vibraciones que generan incomodidad a las personas o que limitan la capacidad funcional del edificio
- Excesiva corrosión.

5. Seguridad en las estructuras de acero

Las estructuras se proyectan con el fin de que la probabilidad de alcanzarse el fallo de las mismas (estado límite) durante su periodo de vida útil sea muy pequeña. Para conseguir este objetivo se procede de la forma siguiente: Se mayoran las acciones multiplicándolas por unos coeficientes de ponderación γ , por otro lado, se minoran la resistencia del acero dividiendo su límite elástico f_y por un coeficiente γ_M .

5.1. El acero

Se adoptan valores característicos para la resistencia del acero que son aquellos cuya probabilidad de encontrar valores inferiores es baja ($\approx < 5\%$). El valor característico del límite elástico del acero f_y debe ser garantizado por el fabricante.

A partir de los valores característicos, se obtienen los valores de cálculo:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M}, \text{ siendo } \gamma_M \text{ el coeficiente de minoración de la resistencia.}$$

Para los coeficientes parciales de minoración de la resistencia se adoptarán los siguientes valores:

- $\gamma_{M0} = 1,05$ coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.
- $\gamma_{M1} = 1,05$ coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad.
- $\gamma_{M2} = 1,25$ coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión.
- $\gamma_{M3} = 1,1$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en E.L.S.
- $\gamma_{M3} = 1,25$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en E.L.U.
- $\gamma_{M3} = 1,4$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida.

Los coeficientes parciales para la resistencia frente a la fatiga son:

Concepto de fiabilidad	Consecuencias del fallo	
	Ligeras	Graves
Tolerancia del daño	1,00	1,15
Vida segura	1,15	1,35

En el Eurocódigo 3, para E.L.U: $\gamma_M = 1.1$ y para E.L.S: $\gamma_M = 1.0$

5.2. Acciones

Las acciones a considerar en el cálculo se clasifican por su variación en el tiempo en:

- Acciones permanentes (G): Son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante. Su magnitud puede ser constante (como el peso propio de los elementos constructivos o las acciones y empujes del terreno) o no (como las acciones reológicas o el pretensado), pero con variación despreciable o tendiendo monótonamente hasta un valor límite.
- Acciones variables (Q): Son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas.
- Acciones accidentales (A): Son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia, como sismo, incendio, impacto o explosión.

La magnitud de la acción se describe por diversos valores representativos, dependiendo de las demás acciones que se deban considerar simultáneas con ella, tales como valor característico, de combinación, frecuente y casi permanente.

El valor característico de una acción, F_k , se define, según el caso, por su valor medio, por un fráctil superior o inferior, o por un valor nominal.

El valor de combinación de una acción variable representa su intensidad en caso de que, en un determinado periodo de referencia, actúe simultáneamente con otra acción variable, estadísticamente independiente, cuya intensidad sea extrema. En este DB se representa como el valor característico multiplicado por un coeficiente ψ_0 .

El valor frecuente de una acción variable se determina de manera que sea superado durante el 1% del tiempo de referencia. En este DB se representa como el valor característico multiplicado por un coeficiente ψ_1 .

El valor casi permanente de una acción variable se determina de manera que sea superado durante el 50% del tiempo de referencia. En este DB se representa como el valor característico multiplicado por un coeficiente ψ_2 .

Los coeficientes de seguridad para las acciones vienen definidos por la tabla 4.1 del DB SE.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Los valores de los coeficientes de simultaneidad ψ se establecen en la tabla 4.2 del DB SE.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)		⁽¹⁾	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

6. Combinación de acciones

6.1. Combinación de acciones para E.L.U.

6.1.1. Situación persistente o transitoria

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$);
- una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \Psi_0 \cdot Q_k$).

Los valores de los coeficientes de seguridad γ se establecen en la tabla 4.1 del DB SE para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad ψ se establecen en la tabla 4.2 del DB SE.

6.1.2. Situación extraordinaria

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación extraordinaria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$);
- una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo (A_d), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- una acción variable, en valor de cálculo frecuente ($\gamma_Q \cdot \Psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo casi permanente ($\gamma_Q \cdot \Psi_2 \cdot Q_k$).

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad ($\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

En los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

6.2. Combinación de acciones para E.L.S.

6.2.1. Acciones de corta duración irreversibles

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;

El resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).

6.2.2. Acciones de corta duración reversibles

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).

6.2.3. Acciones de larga duración

Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión

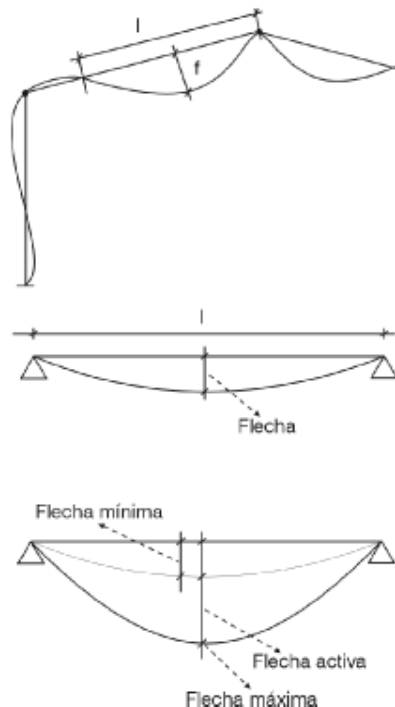
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

siendo:

- todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).

7. Valores límites recomendados para flechas

Empleando la terminología utilizada en las aplicaciones desarrolladas por CYPE Ingenieros, (referencias [8] y [9]), la flecha activa es la máxima diferencia en valor absoluto entre la flecha máxima y la flecha mínima de todas las combinaciones definidas en el estado de desplazamientos.



De este modo, la siguiente tabla (ref. [9]) recoge las limitaciones impuestas por la norma:

Flechas relativas para los siguientes elementos				
Tipo de flecha	Combinación	Tabiques frágiles	Tabiques ordinarios	Resto de casos
1.-Integridad de los elementos constructivos (ACTIVA)	Característica G+Q	1/500	1/400	1/300
2.-Confort de usuarios (INSTANTÁNEA)	Característica de sobrecarga Q	1/350	1/350	1/350
3.-Apariencia de la obra (TOTAL)	Casi-permanente G+ψ ₂ Q	1/300	1/300	1/300

Del mismo modo, el DB SE establece que se ha de tener la precaución de no superar los siguientes desplazamientos horizontales:

- desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
- desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo (véase figura 4.1) es menor que 1/250.

En general es suficiente que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.

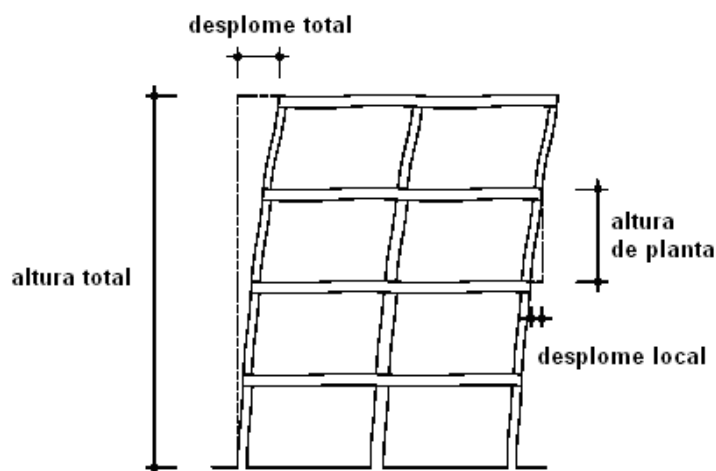
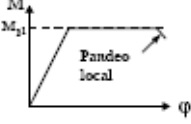

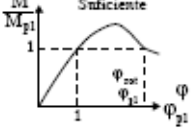
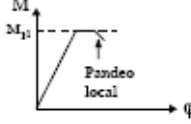

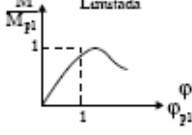
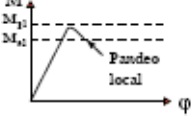

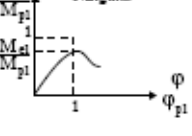
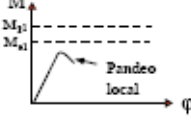

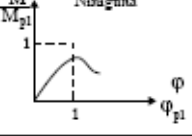
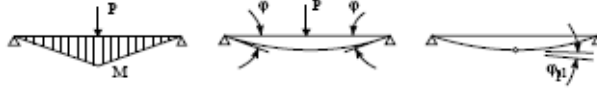


Figura 4.1 Desplomes

8. Clases de secciones.

Los métodos de análisis están influidos por la geometría de las secciones, y, más en particular, por las relaciones de anchura y espesor de los elementos de chapa en compresión.

Tabla 8.0: Condiciones de las secciones transversales y su clasificación (ITEA, 1999)

Modelo de comportamiento	Resistencia al momento	Capacidad de rotación	Clase
	Momento plástico en la sección completa 		1
	Momento plástico en la sección completa 		2
	Momento elástico en la sección completa 		3
	Momento elástico en la sección efectiva 		4
			
<p>Las resistencias al momento de las cuatro clases definidas arriba son:</p> <p>Clases 1 y 2: el momento plástico es ($M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$)</p> <p>Clase 3: el momento elástico es ($M_{el} = W_{el} \cdot f_y$)</p> <p>Clase 4: el momento de pandeo local es ($M_o < M_{el}$).</p> <p>La respuesta de las distintas clases de secciones transversales sometidas a flexión se representa eficazmente mediante curvas de momento-rotación adimensionados.</p> <p>Las cuatro clases antedichas se refieren a secciones de vigas en flexión. Para barras cargadas en compresión axial, las clases 1, 2 y 3 se hacen una sola, y en ausencia de pandeo general, se denominan "compactas"; en este caso, la clase 4 se denomina "esbelta".</p>			

Una condición básica para que los cálculos efectuados en una estructura se adapten a su comportamiento real consiste en que ésta se aproxime en la mayor medida de lo posible a las hipótesis con las que se efectúa el mismo.

Así pues, cuando se utiliza el análisis global plástico, los diferentes elementos estructurales han de ser capaces de que se formen las correspondientes rótulas plásticas con la suficiente capacidad de rotación para permitir la redistribución prevista de los momentos flectores. Del mismo modo, si se utiliza el análisis global elástico, se podrá considerar cualquier tipo de sección transversal siempre y cuando

en el cálculo de los diferentes elementos se consideren las posibles limitaciones de la resistencia de la sección transversal debida a su pandeo local.

Por ello debe garantizarse que no ocurra ninguna inestabilidad local antes de llegar al mecanismo completo o antes de que se pueda llegar al momento plástico o elástico.

Según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección solicitada por un momento flector, el DB SE-A establece cuatro clases de secciones, descritas en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores

Clase 1: Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
Clase 2: Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
Clase 3: Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
Clase 4: Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Para la verificación de la seguridad estructural se deberá emplear uno de los métodos de cálculo definidos en la tabla 5.2, en concordancia con la clase de las secciones transversales.

Tabla 5.2 Métodos de cálculo

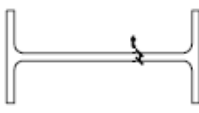
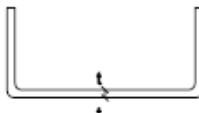


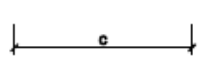
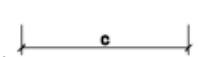
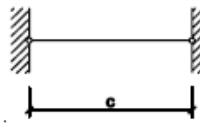
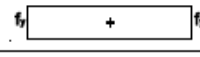
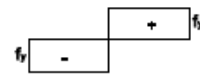
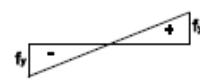
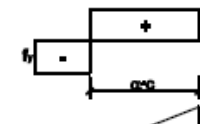
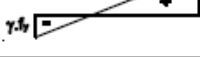

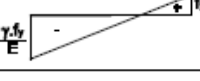
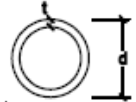
Clase de sección	Método para la determinación de las solicitaciones	Método para la determinación de la resistencia de las secciones
Plástica	Plástico o Elástico	Plástico o Elástico
Compacta	Elástico	Plástico o Elástico
Semicompacta	Elástico	Elástico
Esbelta	Elástico con posible reducción de rigidez	Elástico con resistencia reducida

Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en los elementos comprimidos de las secciones los límites de las tablas 5.3 y 5.4. Como cada elemento comprimido de una sección (ala o alma) puede pertenecer a clases diferentes, se asignará a la sección la clase menos favorable. Se consideran de Clase 4 los elementos que sobrepasan los límites para la Clase 3.

Si alguno de los elementos de compresión de una sección no cumple las proporciones límites de la Clase 3 (semicompacta), se tendrá en cuenta el pandeo local en el cálculo.

Las reglas del DB SE-A también son aplicables a los perfiles conformados en frío y de chapas plegadizas. El espesor t de estos elementos se deberá elegir teniendo en cuenta las condiciones de transporte, de puesta en obra y de utilización, así como los riesgos de deformaciones locales.

Tabla 5.3 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos

Geometría		Límite de esbeltez: c/t máximo		
				
				
				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		33ε	38ε	42ε
Flexión simple		72ε	83ε	
				124ε
Flexocompresión $\psi \geq -1$		$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$	
		$\alpha \geq 0,5$	$\alpha \geq 0,5$	$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$
Flexotracción ¹⁾ $\psi \leq -1$		$\frac{36\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$	
		$\alpha \leq 0,5$	$\alpha \leq 0,5$	$62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$
Caso especial: sección tubular	Compresión Flexión simple Flexocompresión	$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 70\varepsilon^2$	$\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2$
				
Factor de reducción $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$				
1) $\psi \leq -1$ es aplicable a los casos con deformaciones unitarias que superen las correspondientes al límite elástico				

α es un parámetro que posiciona la fibra neutra y es igual al cociente entre la profundidad de la fibra comprimida y c , siendo c el canto del alma.

ψ representa el cociente entre la máxima tracción y la máxima compresión.

Tabla 5.4 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en un borde y libre el otro, total o parcialmente comprimidos.




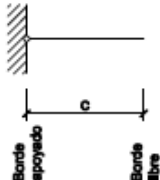
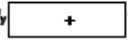
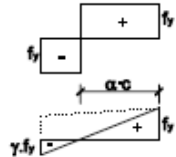
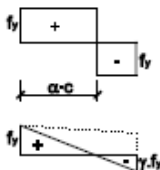
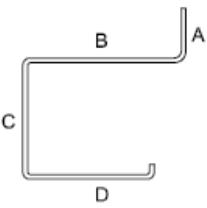
		Geometría		
				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		9ϵ	10ϵ	14ϵ
Flexocompresión; borde libre comprimido		$\frac{9\epsilon}{\alpha}$	$\frac{10\epsilon}{\alpha}$	$21\epsilon\sqrt{k_{\sigma_1}}$
Flexocompresión; borde libre traccionado		$\frac{9\epsilon}{\alpha^{1.5}}$	$\frac{10\epsilon}{\alpha^{1.5}}$	$21\epsilon\sqrt{k_{\sigma_2}}$
Coeficientes de abolladura k_{σ_1} y k_{σ_2} en función de ψ , siendo ψ la relación de las tensiones en los bordes (compresión positiva):				
$k_{\sigma_1} = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$ para $1 \geq \psi \geq -3$				
$k_{\sigma_2} = 0,578 / (0,34 + \psi)$ para $1 \geq \psi \geq 0$				
$k_{\sigma_2} = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$ para $0 \geq \psi \geq -1$				
Factor de reducción $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$				

Tabla 5.6 Límites de esbeltez para elementos planos en secciones de perfiles conformados en frío o de chapa plegada

Elemento con un borde libre (A)	$c/t \leq 30$	
Elemento con un borde rigidizado por un labio (D)	$b/t \leq 60$	
Elemento con un borde rigidizado por un pliegue (B)	$b/t \leq 90$	
Elemento interior (C) de perfiles conformados	$b/t \leq 250$	
Elemento interior (C) de chapas plegadas	$b/t \leq 500$	

c anchura de los elementos con un borde libre.
 b anchura de los elementos apoyados en dos bordes.
 t espesor de los elementos.
 Las dimensiones b y c no incluyen el acuerdo entre elementos.

Suponiendo que la protección contra la corrosión esté asegurada, se deberá respetar un espesor mínimo de 0,75 mm (espesor neto del acero, sin la capa de protección).

Para evitar ondulaciones no deseadas, las esbelteces geométricas de los elementos planos que forman la sección transversal de un perfil conformado en frío o de chapa plegada deberán limitarse según las indicaciones de la tabla 5.5.

8.1. Características de las secciones de Clase 4.

Con barras de perfil clase 4, el efecto del pandeo local sobre el comportamiento global en el estado límite extremo es tal que no se puede alcanzar la resistencia elástica, calculada sobre la hipótesis de fluencia de las fibras extremas de la sección bruta (criterios para perfiles de la clase 3).

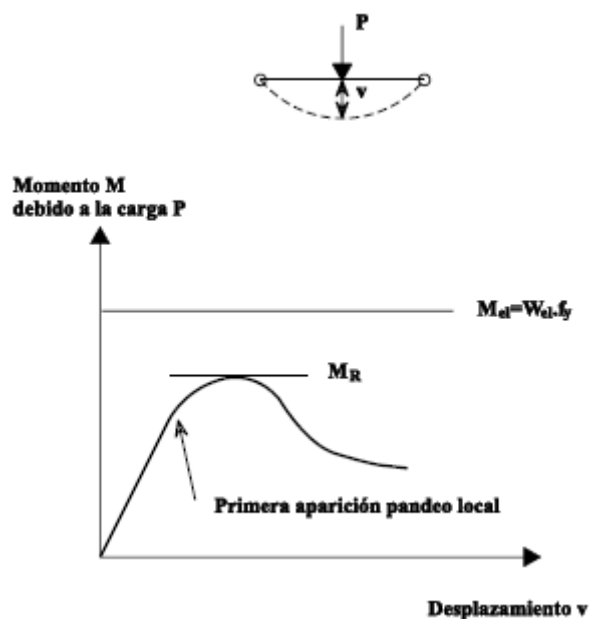


Figura 1. Curva momento deformación de una viga con una carga puntual

La figura 1 muestra la curva de flecha del momento de una viga con carga concentrada (clase 4). La razón por la que se reduce la resistencia es que el pandeo local ocurre en una fase temprana de algunas partes en compresión de la barra; así se reduce la rigidez de estas partes en compresión y se reparten las tensiones a los bordes más rígidos (figura 2).

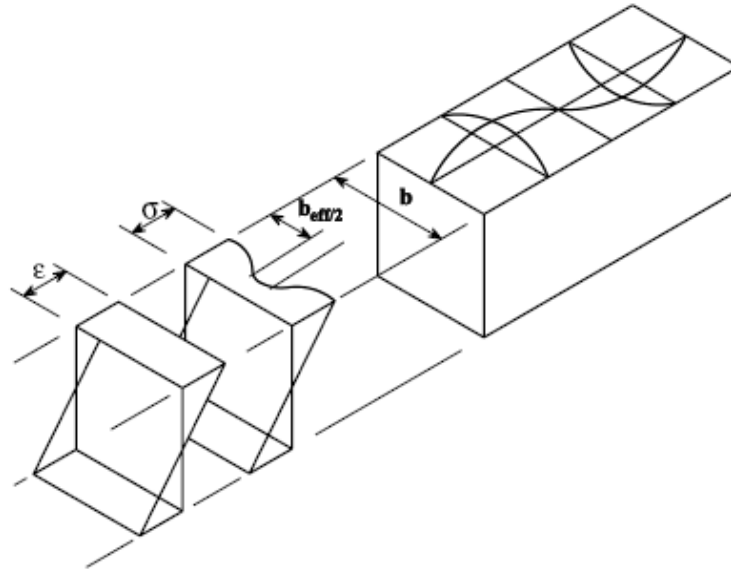


Figura 2. Distribución de tensión y deformación en un elemento con un ala comprimida y que sufre pandeo local.

Para compensar la reducción de resistencia se tiene en cuenta la distribución no lineal de la tensión mediante una distribución lineal de la tensión que actúa sobre una “anchura efectiva de la chapa” reducida, dejando un “agujero efectivo” donde se produce el pandeo (figura 2).

Aplicando este modelo se define una “sección transversal efectiva” cuya resistencia se calcula entonces como los perfiles clase 3 (limitando la tensión en las fibras extremas a la resistencia a la fluencia).

8.1.1. Definición de «anchuras efectivas»

Las anchuras efectivas b_{eff} de un elemento plano comprimido de ancho b se calculan por la fórmula de Winter:

$$b_{eff} = \rho \cdot b$$

donde el coeficiente de reducción ρ depende de la esbeltez de la chapa $\overline{\lambda}_p$, definida por la teoría de pandeo lineal de chapas, que se ve en la figura 3.

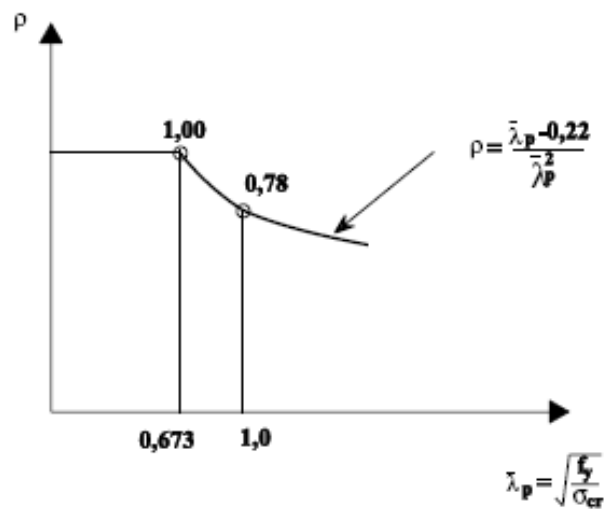


Figura 3. Reducción del coeficiente ρ en función de la anchura efectiva.

Para los elementos planos de cuyos bordes paralelos a la dirección de los esfuerzos por lo menos uno esté apoyado, el factor de reducción ρ podrá determinarse como sigue:

- para un elemento plano apoyado en los dos bordes

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \cdot \left[1 - \frac{0,055 \cdot (3 + \psi)}{(\bar{\lambda}_p)^2} \right] \leq 1$$

- para un elemento plano apoyado en un borde

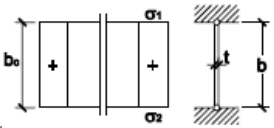
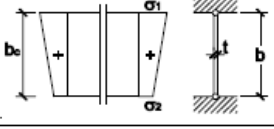
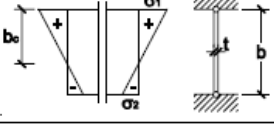
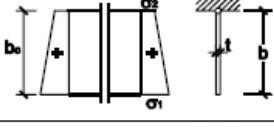
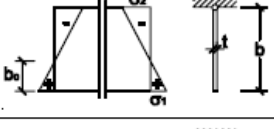
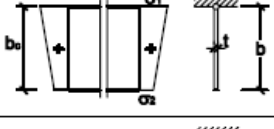
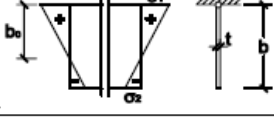
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{(\bar{\lambda}_p)^2}$$

siendo

$\bar{\lambda}_p$ Esbeltez relativa del elemento comprimido

ψ Relación de las tensiones en los bordes del elemento plano según la tabla 5.6

Tabla 5.6 Ancho eficaz de elementos planos total o parcialmente comprimidos.

Condiciones de apoyo y sollicitación	Sección eficaz del elemento plano	Relación de tensiones ψ	Ancho comprimido b_c	Coefficiente de abolladura k_σ
Compresión + Tracción -		1	b	4
		$1 > \psi \geq 0$	b	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$
		$0 > \psi > -1$ $-1 \geq \psi > -3$	$\frac{b}{1 - \psi}$	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$ $5,98(1 - \psi)^2$
		$1 \geq \psi \geq 0$	b	$0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$
		$0 > \psi \geq -3$	$\frac{b}{1 - \psi}$	$0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$
		$1 \geq \psi \geq 0$	b	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$
		$0 > \psi \geq -1$	$\frac{b}{1 - \psi}$	$1,7 - 5 \psi + 17,1 \psi^2$

$\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ relación de las tensiones en los bordes del elemento plano (compresión positiva).

b_c ancho comprimido.

b_t ancho traccionado.

La esbeltez relativa del elemento total o parcialmente comprimido se podrá determinar según la relación

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\left(\frac{b}{t}\right)}{28,4 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

siendo

- b El ancho del elemento plano total o parcialmente comprimido.
- t Espesor del elemento plano.
- k_σ Coeficiente de abolladura según la tabla 5.6
- σ_{cr} Tensión crítica de abolladura elástica.

De acuerdo con la teoría lineal para materiales elásticos, la tensión crítica de abolladura elástica (tensión de pandeo de Euler) de un elemento plano solicitado por tensiones normales se obtendrá a partir de la relación:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_E$$

siendo

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cong 0,9 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

La tensión crítica de pandeo es proporcional a $(t/b)^2$ y, por ello, inversamente proporcional a $(b/t)^2$. La esbeltez de la chapa, o la relación anchura-espesor (b/t) representa un papel similar a la relación de esbeltez (L/i) en el pandeo del pilar.

Según la definición de la clase 3, las proporciones del elemento de chapa, representadas por la relación b/t , deben ser tales que σ_{cr} exceda la resistencia a la fluencia del material f_y , de modo que la fluencia ocurra antes de que pandeen los elementos de chapa. El comportamiento ideal elastoplástico de un elemento de chapa perfecto sometido a compresión uniforme se puede representar por un diagrama carga-esbeltez normalizado en que la carga de rotura normalizada:

$$\bar{N}_p = \sigma_u / f_y$$

y la esbeltez normalizada de la chapa:

$$\bar{\lambda}_p = f_y / \sigma_{cr}$$

trazadas en ordenadas y abcisas respectivamente (figura 4).

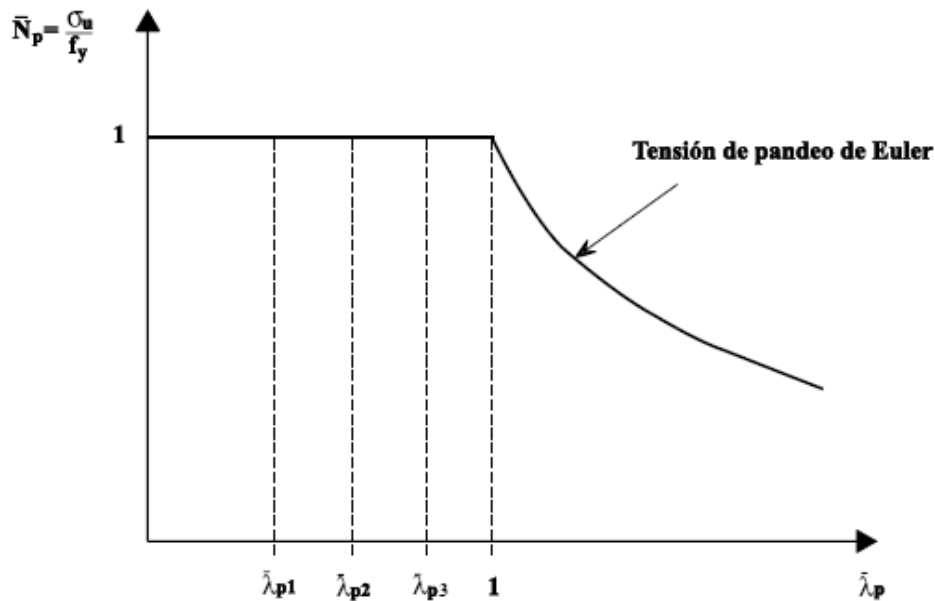


Figura 4. Representación adimensional de la tensión elasto-plástica de pandeo.

Para $\bar{\lambda}_p < 1$, $\bar{N}_p = 1$, lo que significa que el elemento de chapa puede desarrollar su carga de aplastamiento $\sigma_u = f_y$. Para $\bar{\lambda}_p > 1$, \bar{N}_p se reduce a medida que la esbeltez de la chapa aumenta, siendo σ_u igual a σ_{cr} . Sustituyendo por el valor de σ_{cr} de la ecuación anterior, y tomando el coeficiente de Poisson ν como 0,3, tenemos:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y \cdot 12 \cdot (1-\nu)^2}{\pi^2 \cdot E \cdot k_\sigma}} \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2 = 1,5 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot k_\sigma}}$$

La expresión es bastante general por cuanto la carga, las condiciones límite y la relación de forma influyen en el valor del factor de pandeo k_σ .

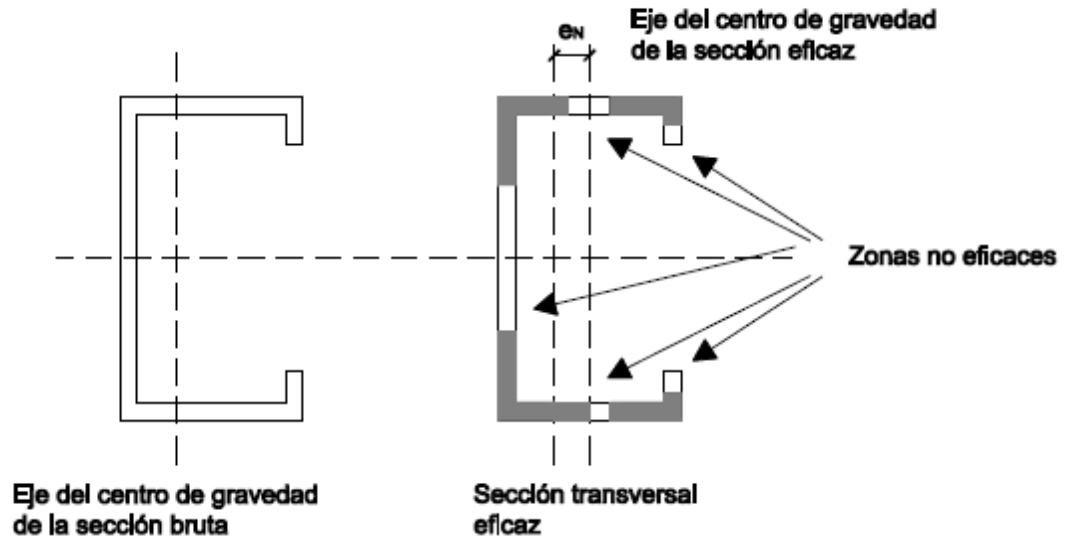
Los coeficientes de abolladura k_σ dependen de la relación entre longitud y ancho del elemento plano, de las condiciones de apoyo en los elementos adyacentes, así como del tipo de sollicitación. En la determinación del ancho eficaz b_{eff} se deberá emplear el valor mínimo de los coeficientes de abolladura. En caso de que unas condiciones de borde más favorables no queden aseguradas, se debería admitir que los bordes estén simplemente apoyados o libres. Los valores de k_σ según la tabla 5.6, están basados en esta hipótesis, por lo que resultan conservadores.

Si la resistencia última de una barra se alcanza para una tensión de compresión $s_b < f_y$, por ejemplo por pandeo o pandeo lateral, la determinación del ancho eficaz se podrá llevar a cabo utilizando el valor de la tensión de compresión $\sqrt{f_y \cdot \sigma_b}$ en lugar del límite elástico.

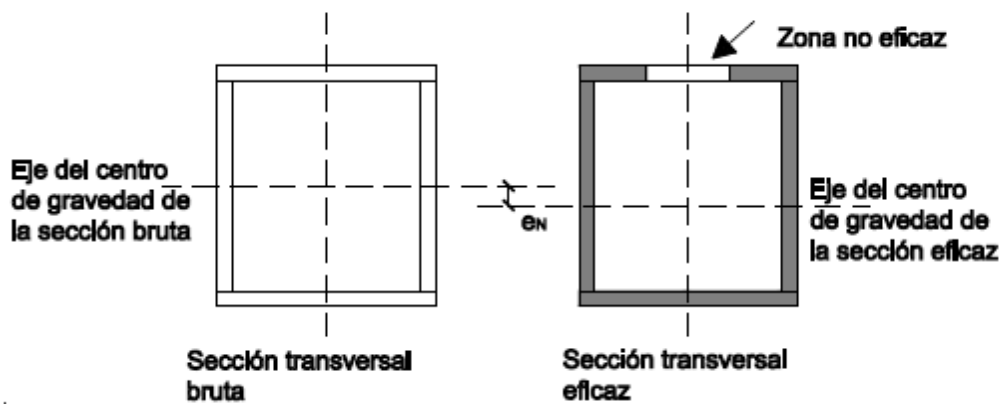
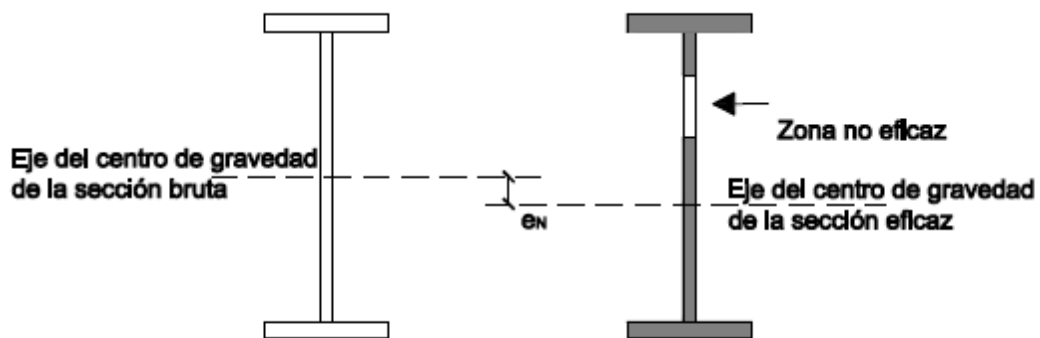
En los modelos utilizados en el análisis global de la estructura son admisibles las siguientes simplificaciones:

- a) considerar las características de la sección bruta, sin reducción alguna, en los modelos utilizados en el análisis ante estados límite últimos. Como excepción, no se admite esta posibilidad cuando las acciones o sus efectos dependan de los desplazamientos, y muy en particular, cuando se evalúe la seguridad ante fenómenos de embalsamiento (de agua en cubiertas muy flexibles, de hormigón en forjados mixtos, etc) o de estabilidad;
- b) considerar las características de la sección eficaz, calculada a partir de la tensión de límite elástico y no de la tensión máxima de compresión, en los modelos utilizados en el análisis ante estados límite de servicio.

El eje neutro de la sección eficaz no coincide, en general, con el de la bruta. El producto del esfuerzo axial (si existe) por la excentricidad induce un momento flector adicional a considerar (figura 5.2.a).



a) secciones comprimidas



b) secciones flectadas

Figura 5.2 Secciones eficaces

8.2. Clasificación de perfiles comerciales.

Adaptando la clasificación de perfiles dada por el CEDEX (2002) al CTE, los perfiles comerciales, atendiendo a la solicitación a la que están sometidos y al canto, se clasifican en (tablas 8.1 y 8.5).

También se ha incluido la clasificación de perfiles L de acero S235 incluida en Argüelles (1999). A este respecto cabe indicar que, a diferencia del Eurocódigo 3, a la hora de clasificar perfiles el CTE no trata explícitamente los angulares. Por ello también se incorpora las tablas 3 y 4 del Eurocódigo con los criterios de clasificación de estos perfiles.

Tabla 8.1. Clasificación de perfiles IPE, IPN y UPN

h (mm)	IPE						IPN						UPN					
	S235		S275		S355		S235		S275		S355		S235		S275		S355	
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M
80	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
160	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
180	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
200	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
220	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
240	1	1	2	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
260							1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
270	2	1	2	1	3	1												
280							1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
300	2	1	2	1	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
320							1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
330	2	1	3	1	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
340							1	1	1	1	1	1						
350													1	1	1	1	1	1
360	2	1	3	1	4	1	1	1	1	1	1	1						
380							1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
400	3	1	4	1	4	1	1	1	1	1	1	1						
450	3	1	4	1	4	1	1	1	1	1	1	1						
500	3	1	4	1	4	1	1	1	1	1	1	1						
550	4	1	4	1	4	1	1	1	1	1	1	1						
600	4	1	4	1	4	1	1	1	1	1	1	1						

Tabla 8.2. Clasificación de perfiles HEA, HEB y HEM

h (mm)	HEA						HEB						HEM					
	S235		S275		S355		S235		S275		S355		S235		S275		S355	
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M
100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
160	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
180	1	1	2	2	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
200	1	1	2	2	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
220	1	1	2	2	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
240	1	1	2	2	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
260	2	2	3	3	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
280	2	2	3	3	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
300	2	2	3	3	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
320	1	1	2	2	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
340	1	1	1	1	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
360	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
400	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
450	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
500	1	1	1	1	3	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1
550	2	1	2	1	4	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1
600	2	1	3	1	4	1	1	1	2	1	3	1	1	1	1	1	1	1
650	3	1	4	1	4	1	2	1	2	1	3	1	1	1	1	1	1	1
700	3	1	4	1	4	1	2	1	2	1	4	1	1	1	1	1	2	1
800	4	1	4	1	4	1	3	1	3	1	4	1	1	1	2	1	3	1
900	4	1	4	1	4	1	3	1	4	1	4	1	2	1	3	1	4	1
1000	4	1	4	1	4	1	4	1	4	1	4	1	3	1	4	1	4	1

Tabla 8.3. Clasificación de los tubos redondos en clases

Tubos redondos											
d (mm)	T (mm)	S235	S275	S355	d (mm)	t (mm)	S235	S275	S355		
50	2	1	1	1	135	8	1	1	1		
	3	1	1	1		150	4	1	1	2	
	4	1	1	1			5	1	1	1	
60	2	1	1	1			6	1	1	1	
	3	1	1	1			7	1	1	1	
	4	1	1	1			8	1	1	1	
75	2	1	1	2			155	9	1	1	1
	3	1	1	1		4		1	1	2	
	4	1	1	1		5		1	1	1	
90	5	1	1	1	165	6		1	1	1	
	2	1	1	2		7		1	1	1	
	3	1	1	1		8		1	1	1	
94	4	1	1	1		175		9	1	1	1
	5	1	1	1				4	1	1	2
	6	1	1	1				5	1	1	1
94	2	1	2	3	200		6	1	1	1	
	3	1	1	1			7	1	1	1	
	4	1	1	1			8	1	1	1	
100	5	1	1	1		219	9	1	1	1	
	6	1	1	1			5	1	2	2	
	2	1	2	3			6	1	1	2	
100	3	1	1	2	244,5		7	1	1	1	
	4	1	1	1			8	1	1	1	
	5	1	1	1			10	1	1	1	
115	6	1	1	1		244,5	12	1	1	1	
	7	1	1	1			14				
	2	2	2	3							
115	3	1	1	2							
	4	1	1	1							
	5	1	1	1							
125	6	1	1	1							
	7	1	1	1							
	3	1	1	2							
125	4	1	1	1							
	5	1	1	1							
	6	1	1	1							
135	7	1	1	1							
	4	1	1	2							
	5	1	1	1							
135	6	1	1	1							
	7	1	1	1							

Tabla 8.3. Clasificación de los tubos redondos en clases (cont.)

Tubos redondos				
d (mm)	t (mm)	S235	S275	S355
273	6	1	2	2
	8	1	1	2
	10	1	1	1
	12	1	1	1
	14	1	1	1
323,9	8	1	1	2
	10	1	1	1
	12	1	1	1
	14	1	1	1
355,6	8	1	2	2
	10	1	1	2
	12	1	1	1
	14	1	1	1
406,4	8	2	2	3
	10	1	1	2
	12	1	1	2
	14	1	1	1

Tabla 8.4. Clasificación de los tubos cuadrados en clases

Tubos cuadrados										
b (mm)	t (mm)	S235	S275	S355	b (mm)	t (mm)	S235	S275	S355	
40	2	1	1	1	110	7	1	1	1	
	3	1	1	1		8	1	1	1	
	4	1	1	1	120	4	1	1	2	
50	2	1	1	1		5	1	1	1	
	3	1	1	1		6	1	1	1	
	4	1	1	1		7	1	1	1	
60	2	1	1	1		8	1	1	1	
	3	1	1	1	9	1	1	1		
	4	1	1	1	125	4	1	1	2	
70	2	1	2	3		5	1	1	1	
	3	1	1	1		6	1	1	1	
	4	1	1	1		7	1	1	1	
75	5	1	1	1		8	1	1	1	
	6	1	1	1	9	1	1	1		
	80	2	2	2	4	135	4	1	2	2
		3	1	1	1		5	1	1	1
		4	1	1	1		6	1	1	1
5		1	1	1	7		1	1	1	
6		1	1	1	8		1	1	1	
90	2	2	3	4	9	1	1	1		
	3	1	1	1	140	4	1	2	3	
	4	1	1	1		5	1	1	1	
	5	1	1	1		6	1	1	1	
	6	1	1	1		7	1	1	1	
7	1	1	1	8		1	1	1		
100	2	3	4	4	160	5	1	1	2	
	3	1	1	2		6	1	1	1	
	4	1	1	1		7	1	1	1	
	5	1	1	1		8	1	1	1	
	6	1	1	1		9	1	1	1	
110	3	1	1	2	175	5	1	2	3	
	4	1	1	1		6	1	1	1	
	5	1	1	1		7	1	1	1	
	6	1	1	1		8	1	1	1	
	7	1	1	1		9	1	1	1	
110	4	1	1	1						
	5	1	1	1						
	6	1	1	1						

Tabla 8.4. Clasificación de los tubos cuadrados en clases (cont.)

Tubos cuadrados				
b (mm)	t (mm)	S235	S275	S355
180	5	1	2	3
	6	1	1	2
	8	1	1	1
	10	1	1	1
	12	1	1	1
200	5	2	3	4
	6	1	1	2
	8	1	1	1
	10	1	1	1
	12	1	1	1
250	5	4	4	4
	6	3	3	4
	8	1	1	2
	10	1	1	1
	12	1	1	1
260	6	3	4	4
	10	1	1	1
300	6	4	4	4
	8	2	2	4
	10	1	1	2
	12	1	1	1
350	8	3	4	4
	10	1	2	3
	12	1	1	1

Tabla 8.5. Clasificación de los tubos rectangulares en clases

Tubos rectangulares							
b-h (mm ²)	t (mm)	S235		S275		S355	
		N,M _z	M _y	N,M _z	M _y	N,M _z	M _y
30.50	2	1	1	1	1	1	1
	3	1	1	1	1	1	1
	4	1	1	1	1	1	1
20.60	2	1	1	1	1	2	1
	3	1	1	1	1	1	1
	4	1	1	1	1	1	1
40.60	2	1	1	1	1	2	1
	3	1	1	1	1	1	1
	4	1	1	1	1	1	1
30.70	2	1	1	2	1	3	1
	3	1	1	1	1	1	1
	4	1	1	1	1	1	1
50.70	2	1	1	2	1	3	1
	3	1	1	1	1	1	1
	4	1	1	1	1	1	1
	5	1	1	1	1	1	1
40.80	2	2	1	3	1	4	1
	3	1	1	1	1	1	1
	4	1	1	1	1	1	1
	5	1	1	1	1	1	1
60.80	2	2	1	3	1	4	2
	3	1	1	1	1	1	1
	4	1	1	1	1	1	1
	5	1	1	1	1	1	1
	6	1	1	1	1	1	1
50.90	2	3	1	4	1	4	1
	3	1	1	1	1	2	1
	4	1	1	1	1	1	1
	5	1	1	1	1	1	1
	6	1	1	1	1	1	1
40.100	2	4	1	4	1	4	1
	3	1	1	1	1	2	1
	4	1	1	1	1	1	1
	5	1	1	1	1	1	1
	6	1	1	1	1	1	1
60.90	2	3	1	4	1	4	2
	3	2	1	3	1	4	1
	4	1	1	1	1	2	1
	5	1	1	1	1	1	1
	6	1	1	1	1	1	1
50.100	2	4	1	4	1	4	1
	3	1	1	1	1	2	1
	4	1	1	1	1	1	1
60.100	2	4	1	4	1	4	2
	3	1	1	1	1	2	1
	4	1	1	1	1	1	1
80.100	2	4	2	4	3	4	4
	3	1	1	1	1	2	1
	4	1	1	1	1	1	1
	5	1	1	1	1	1	1
60.120	2	4	1	4	1	4	2
	3	2	1	3	1	4	1
	4	1	1	1	1	2	1
	5	1	1	1	1	1	1
	6	1	1	1	1	1	1
80.120	3	2	1	3	1	4	1
	4	1	1	1	1	2	1
	5	1	1	1	1	1	1
	6	1	1	1	1	1	1
60.140	3	4	1	4	1	4	1
	4	1	1	2	1	3	1
	5	1	1	1	1	1	1
	6	1	1	1	1	1	1
	7	1	1	1	1	1	1
50.150	3	4	1	4	1	4	1
	4	2	1	2	1	4	1
	5	1	1	1	1	2	1

Tabla 8.5. Clasificación de los tubos rectangulares en clases (cont.)

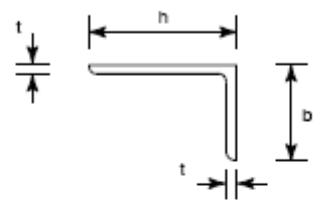
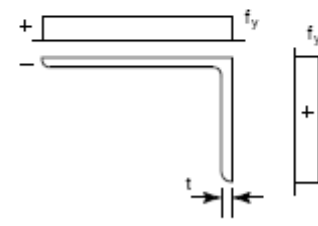
Tubos rectangulares																
b-h (mm ²)	t (mm)	S235		S275		S355		b-h (mm ²)	t (mm)	S235		S275		S355		
		N,M _z	M _y	N,M _z	M _y	N,M _z	M _y			N,M _z	M _y	N,M _z	M _y	N,M _z	M _y	
50.150	6	1	1	1	1	1	1	70.170	4	3	1	4	1	4	1	
	7	1	1	1	1	1	1		5	1	1	2	1	3	1	
100.120	4	1	1	1	1	2	1		6	1	1	1	1	1	1	1
	5	1	1	1	1	1	1		7	1	1	1	1	1	1	1
	6	1	1	1	1	1	1		8	1	1	1	1	1	1	1
	7	1	1	1	1	1	1		9	1	1	1	1	1	1	1
80.140	4	1	1	2	1	3	1		100.150	4	2	1	2	1	4	1
	5	1	1	1	1	1	1			5	1	1	1	1	2	1
	6	1	1	1	1	1	1			6	1	1	1	1	1	1
	7	1	1	1	1	1	1			7	1	1	1	1	1	1
	8	1	1	1	1	1	1	8		1	1	1	1	1	1	1
70.150	4	2	1	2	1	4	1	90.160	4	2	1	3	1	4	1	
	5	1	1	1	1	2	1		5	1	1	1	1	2	1	
	6	1	1	1	1	1	1		6	1	1	1	1	1	1	
	7	1	1	1	1	1	1		7	1	1	1	1	1	1	
	8	1	1	1	1	1	1		8	1	1	1	1	1	1	1
60.160	4	2	1	3	1	4	1	80.170	4	3	1	4	1	4	1	
	5	1	1	1	1	2	1		5	1	1	2	1	3	1	
	6	1	1	1	1	1	1		6	1	1	1	1	1	1	
	7	1	1	1	1	1	1		7	1	1	1	1	1	1	
8	1	1	1	1	1	1	8		1	1	1	1	1	1	1	
100.140	4	1	1	2	1	3	1	70.180	4	3	1	4	1	4	1	
	5	1	1	1	1	1	1		5	1	1	2	1	3	1	
	6	1	1	1	1	1	1		6	1	1	1	1	2	1	
	7	1	1	1	1	1	1		7	1	1	1	1	1	1	
	8	1	1	1	1	1	1		8	1	1	1	1	1	1	
90.150	4	2	1	2	1	4	1	120.150	4	2	1	2	1	4	2	
	5	1	1	1	1	2	1		5	1	1	1	1	2	1	
	6	1	1	1	1	1	1		6	1	1	1	1	1	1	
	7	1	1	1	1	1	1		7	1	1	1	1	1	1	
	8	1	1	1	1	1	1		8	1	1	1	1	1	1	
80.160	4	2	1	3	1	4	1	100.170	4	3	1	4	1	4	1	
	5	1	1	1	1	2	1		5	1	1	2	1	3	1	
	6	1	1	1	1	1	1		6	1	1	1	1	1	1	
	7	1	1	1	1	1	1		7	1	1	1	1	1	1	
	8	1	1	1	1	1	1									

Tabla 8.5. Clasificación de los tubos rectangulares en clases (cont.)

Tubos rectangulares																
b-h (mm ²)	t (mm)	S235		S275		S355		b-h (mm ²)	t (mm)	S235		S275		S355		
		N,M _z	M _y	N,M _z	M _y	N,M _z	M _y			N,M _z	M _y	N,M _z	M _y	N,M _z	M _y	
100.170	8	1	1	1	1	1	1	120.200	8	1	1	1	1	1	1	
	9	1	1	1	1	1	1		9	1	1	1	1	1	1	
90.180	4	3	1	4	1	4	1	150.200	5	2	1	3	1	4	2	
	5	1	1	2	1	3	1		6	1	1	1	1	2	1	
	6	1	1	1	1	2	1		7	1	1	1	1	1	1	
	7	1	1	1	1	1	1		8	1	1	1	1	1	1	
	8	1	1	1	1	1	1		9	1	1	1	1	1	1	
	9	1	1	1	1	1	1		5	4	1	4	1	4	1	
70.200	4	4	1	4	1	4	1	100.250	6	3	1	4	1	4	1	
	5	2	1	3	1	4	1		7	1	1	2	1	3	1	
	6	1	1	1	1	2	1		8	1	1	1	1	2	1	
	7	1	1	1	1	1	1		9	1	1	1	1	1	1	
	8	1	1	1	1	1	1		150.250	5	4	1	4	1	4	2
	9	1	1	1	1	1	1			6	3	1	4	1	4	1
120.160	4	2	1	3	1	4	2	8		1	1	1	1	2	1	
	5	1	1	1	1	2	1	10		1	1	1	1	1	1	
	6	1	1	1	1	1	1	100.300		5	4	1	4	1	4	1
	7	1	1	1	1	1	1			6	4	1	4	1	4	1
	8	1	1	1	1	1	1		8	2	1	2	1	4	1	
	9	1	1	1	1	1	1		10	1	1	1	1	2	1	
100.180	4	3	1	4	1	4	1		200.300	6	4	1	4	1	4	2
	5	1	1	2	1	3	1			8	2	1	2	1	4	1
	6	1	1	1	1	2	1	10		1	1	1	1	2	1	
	7	1	1	1	1	1	1	12		1	1	1	1	1	1	
	8	1	1	1	1	1	1	200.400		8	4	1	4	1	4	1
	9	1	1	1	1	1	1			10	2	1	3	1	4	1
80.200	4	4	1	4	1	4	1		12	1	1	1	1	2	1	
	5	2	1	3	1	4	1		14	1	1	1	1	1	1	
	6	1	1	1	1	2	1		300.400	8	4	2	4	2	4	4
	7	1	1	1	1	1	1			10	2	1	3	1	4	2
	8	1	1	1	1	1	1	12		1	1	1	1	2	1	
	9	1	1	1	1	1	1	14		1	1	1	1	1	1	
140.180	5	1	1	2	1	3	1	300.500		8	4	2	4	2	4	4
	6	1	1	1	1	2	1			10	4	1	4	1	4	2
	7	1	1	1	1	1	1		12	3	1	4	1	4	1	
	8	1	1	1	1	1	1		14	1	1	2	1	3	1	
	9	1	1	1	1	1	1		120.200	5	2	1	3	1	4	1
6	1	1	1	1	2	1	6	1		1	1	1	2	1		
7	1	1	1	1	1	1	7	1		1	1	1	1	1		

Tabla 8.6 Clasificación de perfiles L en acero S275

Perfil L	N	M	Perfil L	N	M
40.4	2	2	100.10	2	2
45.5	1	1	120.10	4	3
50.5	2	2	120.12	2	2
60.6	2	2	150.12	4	3
70.7	2	2	150.15	2	2
80.8	2	2	180.15	4	3
90.8	4	3	180.18	2	2
90.10	1	1	200.18	4	3
			200.20	2	2

Tabla 4 Relaciones máximas anchura-espesor para elementos en compresión	
<p>d. Ángulos</p> <p>Véase también (c) "Alas exteriores" (Tabla 3)</p>  <p>(No se aplica a los ángulos en contacto contiguo con otras piezas)</p>	
Clase	Sección en compresión
Distribución de tensiones en toda la sección (compresión positiva)	
3	$h/t \leq 15 \epsilon$; $(b + h)/2t \leq 11,5 \epsilon$

La citada trayectoria puede basarse en la capacidad a flexión de las barras y uniones (pórticos rígidos), o en la capacidad a axil de sistemas triangulados dispuestos específicamente (por ejemplo: cruces de San Andrés, triangulaciones en K, X, V, etc) denominados usualmente arriostramientos.

Para arriostrar, pueden usarse pantallas horizontales (diafragmas rígidos o forjados) o verticales (cerramientos o particiones de fábrica, chapa conformada, paneles, muros de hormigón, etc), siempre que:

- se pueda asegurar su permanencia durante el periodo de servicio del edificio y se proyecten correctamente en cuanto a su trabajo conjunto, mediante una adecuada interacción de la estructura principal con la de arriostramiento acorde con los cálculos realizados, y su conexión a la cimentación o su punto preciso de interrupción;
- se consideren los posibles esfuerzos sobre la estructura debidos a la coacción de la libre deformación de los propios cerramientos o particiones por efectos térmicos o reológicos (coacción impuesta por la propia estructura);
- se asegure la resistencia de los medios de conexión a la estructura;
- así se haga constar expresamente en la memoria del proyecto.

Todos los elementos del esquema resistente ante acciones horizontales se proyectarán con la resistencia adecuada a los esfuerzos generados, y con la rigidez suficiente para:

- satisfacer los estados límites de servicio establecidos en DB SE.
- garantizar la intranslacionalidad en los casos en los que constituya una de las hipótesis de análisis.

Cuando el esquema resistente ante acciones horizontales se base en sistemas triangulados o en pantallas o núcleos de hormigón de rigidez que aportan al menos el 80% de la rigidez frente a desplazamientos horizontales en una dirección, se dice que la estructura está arriostrada en dicha dirección.

En este caso es admisible suponer que todas las acciones horizontales son resistidas exclusivamente por el sistema de arriostramiento y, además, considerar la estructura como intranslacional.

Por debajo de toda planta, hacen falta al menos tres planos de arriostramiento no paralelos ni concurrentes, complementados con un forjado o cubierta rígido en su plano, para poder concluir que dicha planta está completamente arriostrada en todas direcciones.

9.1. Translacionalidad

En el caso de las estructuras translacionales, o no arriostradas, en las que los desplazamientos tienen una influencia sustancial en los esfuerzos, debe utilizarse un

método de cálculo que incluya efectos no lineales y considere las imperfecciones iniciales, o sus acciones equivalentes, sustitutorias de las desviaciones geométricas de fabricación y montaje, de las tensiones residuales, de las deformaciones iniciales, variaciones locales del límite elástico, etc. Dicho método puede consistir en

- a) Análisis global en segundo orden considerando imperfecciones iniciales globales y en la geometría de las piezas. En este caso en las comprobaciones de resistencia de las piezas no se considerarán los efectos de pandeo que ya estén representados en el modelo.
- b) Análisis global en segundo orden considerando sólo las imperfecciones iniciales globales. En este caso en las comprobaciones de resistencia se considerarán los efectos de pandeo de las piezas. Una aproximación a los resultados obtenidos por este método se describe en el apartado 9.2.

Una forma de evaluar la influencia de los desplazamientos en la distribución de esfuerzos y, por tanto, de caracterizar la condición de translacionalidad, aplicable a estructuras de pórticos planos, consiste en realizar un primer análisis en régimen elástico lineal y obtener, para cada planta, el coeficiente:

$$r = \frac{V_{ED}}{H_{ED}} \cdot \frac{\delta_{H,d}}{h}$$

siendo

- | | |
|----------------|--|
| H_{Ed} | el valor de cálculo de las cargas horizontales totales (incluyendo las debidas a imperfecciones) en la planta considerada y en todas las superiores. Coincide con el cortante total en los pilares de la planta; |
| V_{Ed} | el valor de cálculo de las cargas verticales totales en la planta considerada y en todas las superiores. Coincide con el axil total en los pilares de la planta; |
| h | la altura de la planta; |
| $\delta_{H,d}$ | el desplazamiento horizontal relativo de la planta (del forjado de techo al de suelo). |

Si para alguna planta el valor del coeficiente r es superior a 0,1, la estructura debe considerarse translacional y, entonces, el análisis global de la estructura habrá de considerar los efectos de los desplazamientos en alguna de las siguientes formas:

- a) Análisis en segundo orden, con la ayuda de modelos numéricos que incluyan, al menos, el efecto de los esfuerzos en la rigidez de la estructura. En el dimensionado de los pilares se utilizarán como longitudes de pandeo las correspondientes al modo intranslacional.
- b) Análisis elástico y lineal pero habiendo multiplicado todas las acciones horizontales sobre el edificio por el coeficiente de amplificación:

$$\frac{1}{1-r}$$

Este procedimiento sólo es aplicable cuando $r < 0,33$. En el dimensionado de los pilares se utilizarán como longitudes de pandeo las correspondientes al modo intranslacional. Las reacciones en cimentación se obtendrán del citado modelo reduciendo las componentes de fuerza horizontal en el valor del coeficiente de amplificación, de modo que resulten equivalentes a la resultante horizontal de las acciones de cálculo no amplificadas.

9.2. Imperfecciones iniciales

En las comprobaciones de estabilidad lateral debe tenerse en cuenta el efecto de las desviaciones geométricas de fabricación y montaje, de las tensiones residuales, de las variaciones locales del límite elástico, etc. Ello puede hacerse considerando una configuración geométrica que se diferencia de la nominal en las imperfecciones relacionadas en el apartado 5.4.1 del DB SE-A, o añadiendo unas acciones cuyo efecto es el equivalente al de las imperfecciones:

Tabla 5.8 Imperfecciones locales de barra, e_0/L

Curva de pandeo (según figura 6.3)	a_0	a	b	c	d
Análisis global elástico	1/350	1/300	1/250	1/200	1/150
Análisis global plástico	1/300	1/250	1/200	1/150	1/100

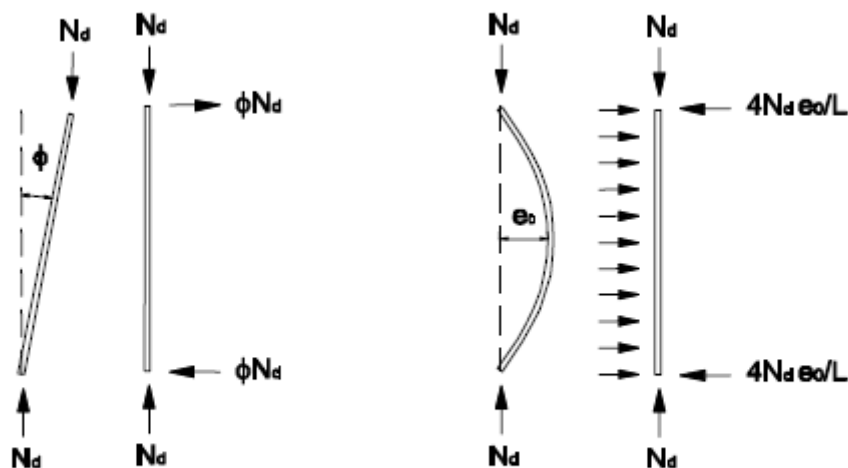


Figura 5.5 Acciones equivalentes a las imperfecciones iniciales

10. Bibliografía

- [1] Argüelles Álvarez, R; Arriaga Martitegui, F; Argüelles Bustillo, R; Atienza Reales, J.R. (1999). *Estructuras de acero. Cálculo, Norma Básica y Eurocódigo*. Ed. Bellisco. Madrid
- [2] *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08*. (2008). Ed. Ministerio de Fomento. Madrid.
- [3] Ramírez Borlado, R; Martínez Lasheras, C; Martínez Lasheras, R. (2002). *Prontuario de Estructuras Metálicas*. 6ª edición. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Madrid.
- [4] *Documento Básico SE Seguridad Estructural*. (2006). Ed. Ministerio de Fomento. Madrid.
- [5] *Documento Básico SE-A Seguridad Estructural. Acero* (2006). Ed. Ministerio de Fomento. Madrid.
- [6] *Elementos Estructurales. Tomo 9*. (1999). Instituto Técnico de la Estructura en Acero. San Sebastián.
- [7] Marco García, J. *Curso Básico de Cálculo y Diseño de Estructuras Metálicas en Ordenador. Adaptado al Eurocódigo 3 y al LRFD (AISC)* (2000). McGraw-Hill. Madrid.
- [8] *Metal 3D. Memoria de Cálculo. Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción* (2006). CYPE Ingenieros. Alicante.
- [9] *Novedades Versión 2007.1. Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción* (2006). CYPE Ingenieros. Alicante.